



CARACTÉRISATION DE LA MAÇONNERIE DE PIERRES POUR L'ÉVALUATION SISMIQUE DE BÂTIMENTS PATRIMONIAUX

Pascal Moretti
Candidat à la maîtrise, École de technologie supérieure, Canada

Marie-José Nollet
Professeure, École de technologie supérieure, Canada

Ahmad Abo El Ezz
Post-doctorant, École de technologie supérieure, Canada

RÉSUMÉ

L'évaluation de la résistance sismique des bâtiments patrimoniaux en maçonnerie de pierres non armée (MNA) est la première étape nécessaire à l'évaluation du risque sismique associé et l'élaboration d'une stratégie de réhabilitation optimale tout en conservant les caractéristiques de l'architecture d'origine. L'évaluation de la résistance latérale des murs en MNA est complexifiée par le fait qu'ils sont souvent composés de deux ou trois parois de matériaux aux propriétés variables, et leur résistance aux charges sismiques est compromise par la dégradation des joints de mortier. Dans l'Est du Canada, les caractéristiques des murs porteurs des bâtiments patrimoniaux, telles que leur composition, l'agencement des composantes et leurs matériaux, sont peu connues. De plus, les propriétés mécaniques de ses murs en MNA ont fait l'objet de très peu de recherches, rendant difficile la prédiction fiable de leur résistance sismique d'autant plus que les modèles actuels de prédiction de résistance latérale des murs en MNA nécessitent les valeurs de résistances à la compression et au cisaillement spécifiques au site. Cet article présente une évaluation expérimentale des paramètres de résistance à la compression et au cisaillement d'assemblages en maçonnerie de pierre calcaire et de mortier de ciment et chaux. On détaille le plan d'expérimentation, l'analyse et la discussion des résultats incluant : la résistance à la compression des mortiers de chaux et des blocs de pierre calcaire, le comportement force-déplacement en compression d'assemblage de maçonnerie, la résistance au cisaillement de joint et la résistance à la flexion du joint.

Keywords: Maçonnerie, Pierre, Mortier, Compression, Cisaillement, Flexion

1. INTRODUCTION

Les structures en maçonnerie non armée (MNA) sont considérées parmi les plus vulnérables aux séismes. Plusieurs rapports internationaux de dommages post-séisme ont rapporté une proportion de dommages aux bâtiments en MNA plus élevée que pour les autres structures (Chidiac et al. 2000, Giovinazzi 2005, Ingham et Griffith 2011, Klingner 2006, Park et al. 2009). Dans l'Est du Canada, les bâtiments patrimoniaux en MNA de pierre sont situés dans des quartiers historiques de villes comme Québec, Montréal ou Ottawa, et sont exposés à un aléa sismique modéré. Le risque sismique associé à ces bâtiments, conçus sans considération des normes parasismiques, peut donc être élevé selon la qualité de la construction. L'évaluation de la résistance sismique des bâtiments en MNA de pierre est la première étape nécessaire à l'évaluation du risque sismique associé, et à l'élaboration d'une stratégie de réhabilitation optimale permettant de réduire le risque de dommages sismiques tout en conservant les caractéristiques de l'architecture d'origine. Cependant, cette évaluation est complexifiée par le fait que les murs de MNA de pierre sont souvent composés de deux ou trois parois de matériaux aux propriétés variables, et que la résistance est compromise par la dégradation des joints de mortier. Par ailleurs, la résistance latérale des murs de maçonnerie dépend en premier lieu des caractéristiques géométriques et les propriétés mécaniques des matériaux (Abo-El-Ezz et al. 2013). À ce jour, peu d'information est disponible sur les caractéristiques des murs porteurs des bâtiments patrimoniaux de l'Est du Canada, telles que leur composition, l'agencement des composantes et leurs matériaux (Sorour 2010). De

plus, les propriétés mécaniques de ses murs en MNA ont fait l'objet de très peu de recherches (Sorour 2010), rendant difficile la prédiction fiable de leur résistance sismique. Aussi, les modèles actuels de prédiction de résistance latérale des murs en MNA nécessitent les valeurs de résistances à la compression f_m , au cisaillement du joint f_s et à la flexion du joint f_t spécifiques au site (ASCE 2013).

Cet article présente les résultats de la première phase d'un projet de recherche expérimentale visant l'évaluation des paramètres de résistance à la compression et au cisaillement d'assemblages en maçonnerie de pierres calcaires et de mortier de ciment et chaux, utilisés traditionnellement dans les bâtiments patrimoniaux de l'Est du Canada. Le plan d'expérimentation est détaillé et les résultats sont analysés et discutés. Ceux-ci incluent : la résistance à la compression du mortier de ciment-chaux et des blocs de pierre calcaire, le comportement force-déplacement en compression d'assemblage de maçonnerie, la résistance au cisaillement de joint et la résistance à la flexion du joint.

2. CARACTÉRISTIQUES DES MURS ÉTUDIÉS

Le recensement de la documentation disponible sur 5 projets de réhabilitation ou de conservation de bâtiments en maçonnerie de pierre traditionnelle des régions de Montréal et Ottawa, a permis de définir la configuration et géométrie type des murs de MNA de pierre traditionnelle. Une revue de littérature sur des projets similaires au Canada et ailleurs dans le monde (Calvi and Magenes 1991, Mazzon, N. 2010, Maurenbrecher et al. 2007, Sorour 2010, Zimmermann et al. 2012) a complété l'information technique tirée des projets de réhabilitation consultés. La Figure 1 illustre une élévation et une section transversale type des murs à l'étude. Ces murs sont composés en général de pierre calcaire assemblés par un mortier de chaux hydraulique ou un mélange de ciment et chaux hydraulique. Les dimensions indiquées sur la coupe sont des dimensions moyennes relevées sur l'ensemble des projets considérés.

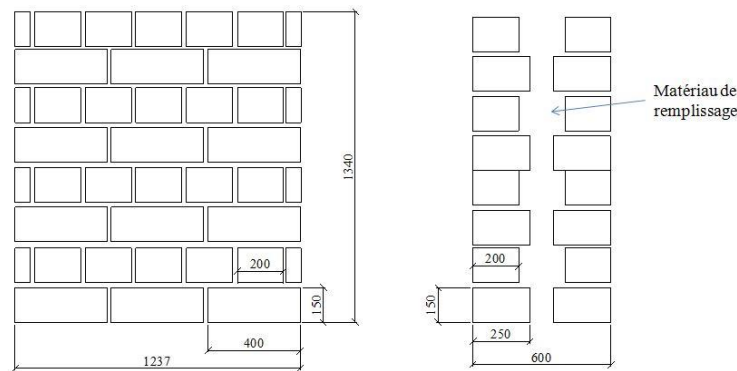


Figure 1: Mur à doubles parois à l'étude

3. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Le programme expérimental inclut trois phases telles qu'illustrées à la Figure 2. La Phase I vise la caractérisation mécanique des composantes, pierre et mortier, ainsi que d'un assemblage de maçonnerie. La Phase II vise l'évaluation de la résistance en cisaillement diagonal de la maçonnerie sur des murets à échelle réduite 1 : 3. La Phase III mettra à l'essai un mur à parois multiples dans le cadre d'un autre projet de recherche. Seule la Phase I fait l'objet de cet article.

La première phase du programme expérimental inclut des essais sur : (i) des blocs de pierre calcaire de la carrière St-Marc des Carrières, au Québec, (ii) des cubes de mortier de ciment-chaux typiquement utilisé dans les projets de réhabilitation et de conservation de maçonnerie de pierres, et (iii) des spécimens de maçonnerie de pierres-mortier. Une série de huit (8) essais ont été réalisés sur les blocs de pierre et des cubes de mortiers pour déterminer leur résistance à la compression, respectivement f_{bs} et f_j . Un total de 23 spécimens de maçonnerie de pierres ont été mis à l'essai pour évaluer la résistance en compression (f_m), la résistance au cisaillement du joint (f_s) et la résistance à la flexion du joint (f_t), tel qu'illustré à la Figure 2. La Phase I incluait donc un grand total de 31 essais décrits à la section suivante.

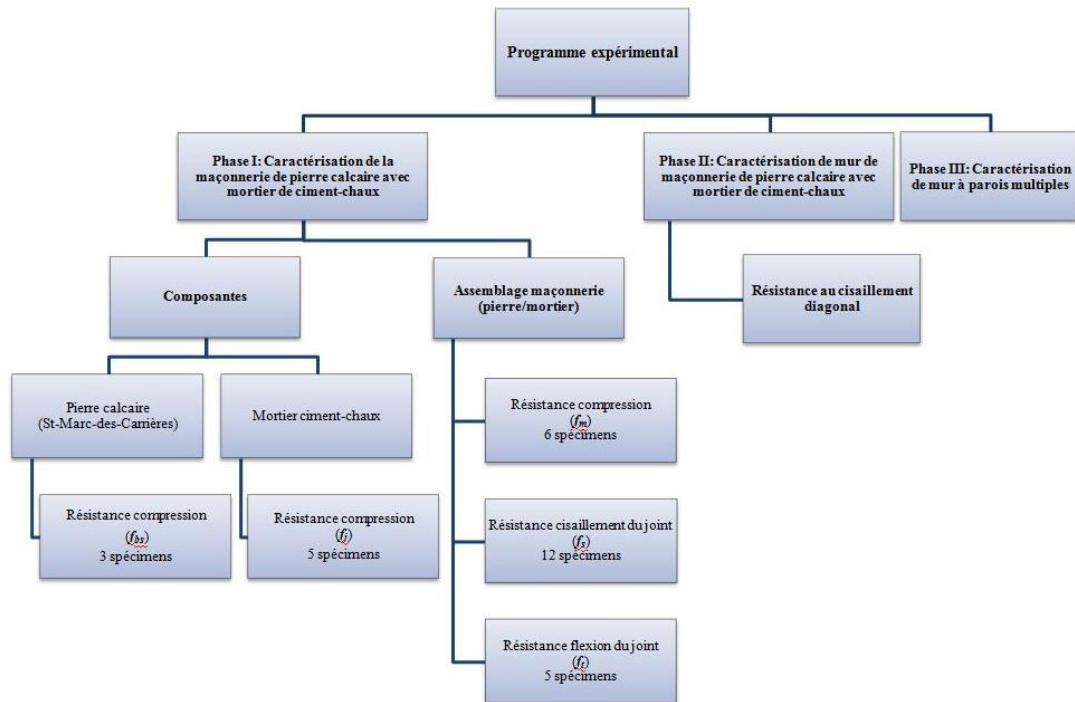


Figure 2: Programme expérimental de la caractérisation de maçonnerie de pierres calcaires et mortier de ciment-chaux.

4. ESSAIS DE CARACTÉRISATION DE LA PIERRE ET DU MORTIER

L'ensemble des essais de résistance à la compression de la pierre (f_{bs}) et du mortier (f_j) ont été réalisés à l'aide d'une presse « MTS Rock Mechanics Testing System » de 4600 kN.

4.1 Résistance à la compression de la pierre calcaire

Les blocs de pierre calcaire mis à l'essai sont des pierres sciées en cube d'environ 100 mm de côté. Trois blocs de pierre ont été testés en compression pour déterminer la résistance en compression moyenne de la pierre selon les spécifications de la norme ASTM-C 1314-14 (ASTM 2014). La pierre étant taillée et les surfaces étant lisses, les blocs sont déposés sur une plaque d'acier et la charge est appliquée directement par le vérin, tel qu'illustré à la Figure 3. L'essai a été réalisé en contrôle de déplacement à un taux de chargement de 0.25 mm/min.



Figure 3: Montage pour les essais de compression sur les blocs de pierre calcaire.

Lors de la rupture on a pu observer sur les trois blocs de la fissuration verticale, de l'écaillage et de l'écrasement (Figure 4a, b et c). Une fois les débris retirés on observe une forme en sablier typique d'un essai de compression confiné aux extrémités par les plaques non lubrifiées. Ce confinement limite le changement de dimension transversale (élargissement) près des extrémités et la rupture se manifeste par l'éclatement des côtés et l'écrasement du centre.

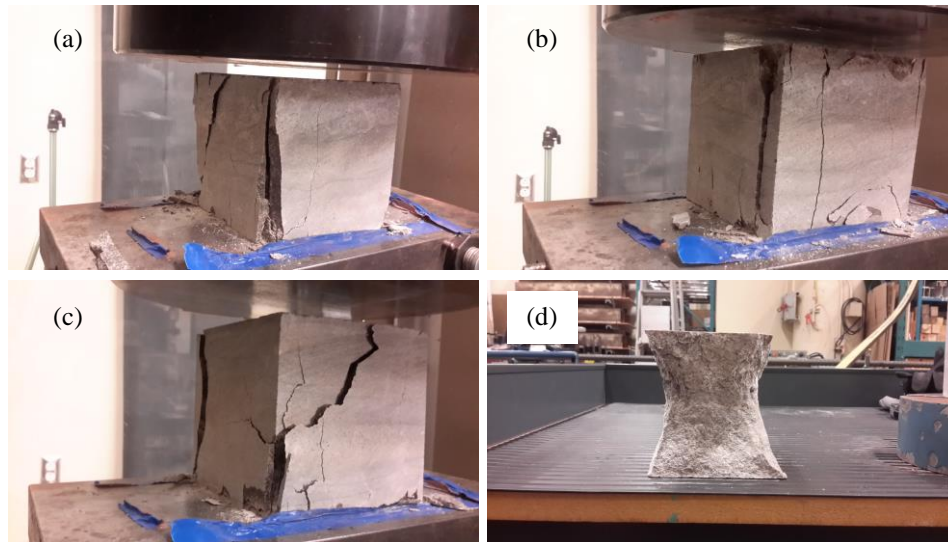


Figure 4: Essais de compression sur pierre calcaire: (a), (b) et (c) Mode de rupture pour les trois blocs de pierre testés;. (d) Débris retirés.

Le Tableau 1 présente les résultats obtenus lors des essais. La résistance en compression varie de 87.23 MPa à 113.55 MPa avec une moyenne de 100.6 MPa, et un écart-type de 13.1 MPa. Les résultats obtenus sont cohérents avec les valeurs attendues pour une pierre calcaire, variant en général entre 99 et 106 MPa (Sorour 2010).

Tableau 1: Résultats des essais de résistance à la compression sur la pierre calcaire

Spécimen	Surface (mm ²)	Force maximale (kN)	Résistance à la compression (f_{bs}) (MPa)
1 ^{er} bloc	10618	1072	101.03
2 ^e bloc	10553	920	87.23
3 ^e bloc	10574	1200	113.55
Résistance moyenne à la compression (MPa)			100.6 ± 13.1

4.2 Résistance à la compression du mortier

La composition du mortier a été déterminée suite à l'étude des documents de projets de réhabilitation de bâtiments patrimoniaux et en consultant un maçon spécialisé dans la réfection et conservation de maçonnerie de pierre traditionnelle, M. Jean-Luc Gaillard de Maçonnerie L.M.R inc. Le choix s'est établi sur un mortier, de chaux hydraulique et de ciment utilisé dans la réfection de la maçonnerie traditionnelle, composé d'une portion de ciment par volume pour deux portions de chaux et huit portions de sable (1 :2 :8). La chaux utilisée est de la chaux dolomitique à air entraîné à haute plasticité de Graymont et le ciment est un ciment blanc Portland avec un rapport eau/liant d'environ 0.83. Le sable normalement utilisé pour la réfection de la maçonnerie traditionnelle n'étant pas disponible lors de la construction des spécimens, il a été remplacé par du sable sec de Bomix respectant le fuseau de granulométrie retrouvé dans les documents de réhabilitation et recommandé par la norme CSA-A179-04 (CSA 2004), tel qu'indiqué au Tableau 2.

Tableau 2: Granulométrie utilisée pour le sable du mortier et fuseau CSA

Tamis (mm)	5	2,5	1,25	0,63	0,315	0,16	0,08
CSA-Max	100,00 %	100,00 %	100,00 %	95,00 %	80,00 %	35,00 %	
Sable sec Bomix	100,00 %	100,00 %	97,90 %	86,55 %	49,51 %	10,18 %	1,05 %
CSA-Min	100,00 %	90,00 %	85,00 %	65,00 %	15,00 %	0,00 %	

Des cubes de mortier de 50 mm de côté ont été prélevés à chaque gâchée de mortier pour la fabrication des spécimens de maçonnerie. Ils ont ensuite été testés en compression selon la norme ASTM C109/C109M-13 (ASTM 2013b), le même jour que les spécimens de maçonnerie correspondante après un mûrissement minimum de 28 jours.

L'essai a été réalisé en contrôle de force à un taux de chargement de 1 kN/sec. Les résultats des essais de résistance à la compression sur cinq cubes de mortier sont présentés au Tableau 3. Leur résistance f_j varie de 2.92 MPa à 3.49 MPa, la moyenne étant de 3.30 MPa avec un écart-type de 0.20 MPa. Ces résistances sont inférieures à la résistance moyenne de 5.9 MPa obtenue sur des mortiers utilisés dans les projets de réfection de bâtiments en MNA de pierre. Toutefois, leur ratio eau/liant était de 0.9, légèrement supérieur à celui utilisé dans ce projet, et leur proportion de chaux était de 2.5 pour 1 ciment.

Tableau 3 Résultats d'essais de compression sur les cubes de mortier

Spécimen mortier	Surface (mm ²)	Force maximale (kN)	Résistance à la compression (f_j) (MPa)
M-1	2628.60	7667	2.92
M-2	2630.57	8808	3.35
1-1	2555.73	8717	3.41
1-2	2522.94	8444	3.35
1-3	2498.18	8707	3.49
Résistance moyenne à la compression (MPa)			3.30 ± 0.20

5. ESSAIS DE CARACTÉRISATION SUR LA MAÇONNERIE

Cette section présente les montages et les résultats des essais sur les spécimens de maçonnerie construits en laboratoire. Six de ces spécimens ont été testés en compression pour déterminer la résistance à la compression de la maçonnerie (f_m), douze en cisaillement pour déterminer la résistance au cisaillement du joint (f_s) et cinq ont été mis à l'essai pour déterminer la résistance à la flexion du joint (f_t). Tous les essais ont été réalisés sur une presse hydraulique « MTS Rock Mechanics Testing System » d'une capacité de 4600 kN

5.1 Essais de compression

Les six spécimens mis à l'essai en compression sont constitués de trois blocs de pierre superposés et séparés par deux joints de mortier. Les spécimens ont été construits en respectant un ratio de hauteur à épaisseur comprise entre 1.3 : 1 et 5.0 : 1 tel que recommandé par la norme ASTM-C 1314-14 (ASTM 2014). Les dimensions approximatives sont de 100 mm x 100 mm x 320 mm, pour un ratio de hauteur à épaisseur de 3.2 : 1.

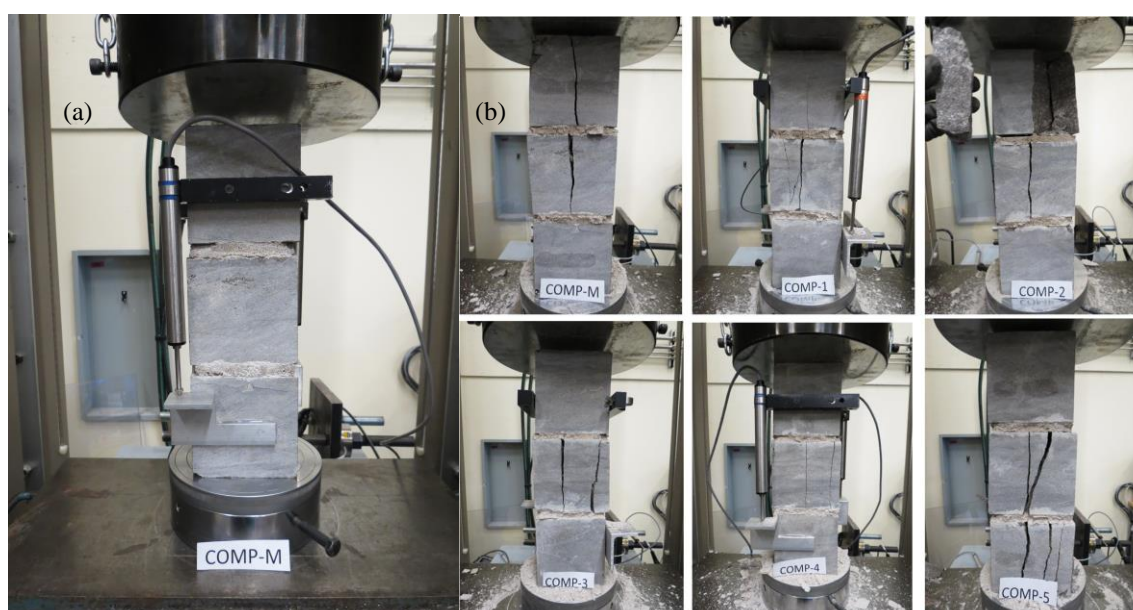


Figure 5: (a) Montage expérimental et instrumentations des essais de compression, (b) mode de rupture des essais de compression

Les essais de compression ont été réalisés selon les spécifications de la norme ASTM-C 1314-14 (ASTM 2014). Le montage expérimental est illustré à la Figure 5a. La plaque de réaction supérieure est supportée par un pivot sphérique permettant l'application de la force de façon uniforme sur le spécimen. La plaque de base, la partie mobile durant l'essai, est toujours à l'horizontale. Le spécimen placé au centre de la plaque de base est instrumenté par un LVDT à l'avant et un à l'arrière de façon à mesurer les déplacements subis par les deux joints et le bloc central (Figure 5a). La distance moyenne entre les points d'attache des LVDT est de 226 mm.

L'essai a été réalisé en déplacement contrôlé, afin de limiter le déplacement imposé au spécimen, à un taux de 0.5 mm/min jusqu'à l'obtention de la force maximale. Lors de la diminution de la force, la vitesse de déplacement est augmentée à 1.0 mm/min jusqu'à ce que la force diminue à 50 % de la force maximale de compression. Les courbes contrainte-déformation obtenues durant les essais de compression sur les spécimens de maçonnerie de pierres sont présentées à la Figure 6.

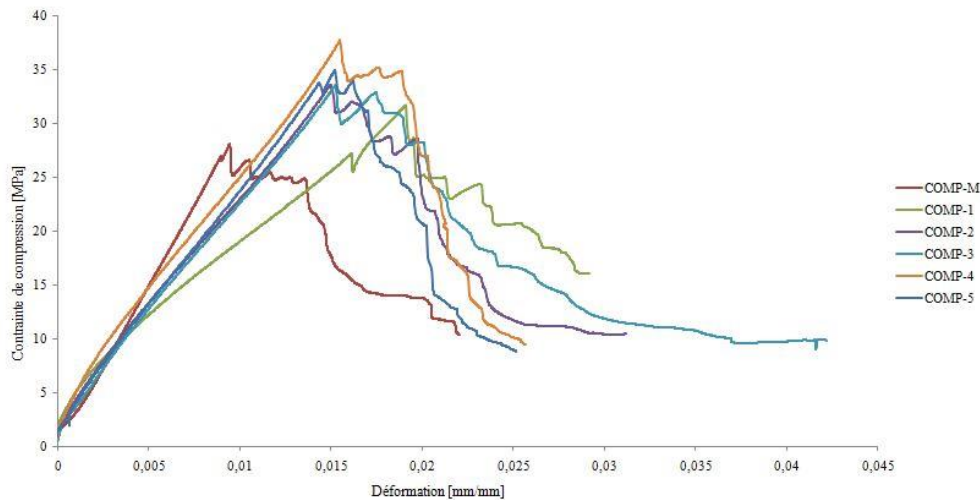


Figure 6: Courbes contrainte-déformation des essais de compression sur la maçonnerie

La Figure 5b présente les modes de ruptures observés lors des essais de compression. Les premières fissurations se produisent habituellement dans le bloc central et elles sont suivies d'écrasement des joints de mortier et de fissurations additionnelles dans les blocs d'extrémité jusqu'à la rupture du spécimen. La rupture se produit typiquement dans le bloc central. Les blocs en contact avec la machine d'essai présentent en général une seule fissure, sauf pour le spécimen COMP-3, où les deux blocs d'extrémité sont restés intacts.

Le Tableau 4 présente les résultats des essais de compression sur les spécimens de maçonnerie de pierres : la résistance à la compression (f_m), la déformation correspondante (ϵ_{max}), le module d'élasticité (E_m) évalué à partir de la rigidité sécante à 33 % f_m (sur la courbe contrainte-déformation) et le ratio du module d'élasticité à la résistance en compression (E_m/f_m). La résistance moyenne est de 33.23 MPa avec un écart-type de 3.23 MPa.

Tableau 4: Résultats d'essais de compression sur les spécimens de maçonnerie

Spécimen	f_m	ϵ_{max}	E_m	E_m/f_m	Résistance moyenne du mortier (f_j) (MPa)
	(MPa)	(mm/mm)	(MPa)		
COMP-M	28.04	0.009	2920	104	3.30
COMP-1	31.65	0.019	2693	85	3.30
COMP-2	33.54	0.015	2814	84	3.30
COMP-3	33.53	0.015	2634	79	3.30
COMP-4	37.69	0.016	3145	83	3.30
COMP-5	34.91	0.015	2732	78	3.30
Moyenne	33.23 ± 3.23				

Selon la littérature, la majorité des modèles théoriques pour déterminer f_m à partir des résistances mécaniques des unités et du mortier ont été développées pour la maçonnerie de briques (Kržan et al. 2015). Pour de la maçonnerie régulière moderne, selon l'Eurocode-6 (EuroCode 2006), la résistance à la compression de la maçonnerie (f_m) peut être calculée à partir des résistances à la compression de la pierre (f_{bs}) et du mortier (f_j) avec l'équation 1.

$$[1] \quad f_m = 0.45 f_{bs}^{0.7} f_j^{0.3}$$

En utilisant les résultats de résistance à la compression observés pour la pierre ($f_{bs}=100.6$ MPa) et le mortier ($f_j=3.30$ MPa), on obtient une résistance à la compression calculée de 16.24 MPa, comparativement au résultat d'essai de 33.23 MPa. Cet écart entre la résistance à la compression observée et prédite en utilisant l'équation de prédiction souligne d'une part, la nécessité d'obtenir plus de données expérimentales sur les propriétés mécaniques de la maçonnerie de pierres et ses composantes, par des montages et programmes d'essais fiables, et d'autre part, la nécessité de caractériser les propriétés des matériaux spécifiques aux sites.

5.2 Essais de cisaillement

Les douze spécimens construits pour les essais de cisaillement sont constitués de trois blocs superposés et séparés par deux joints de mortier, et ont les mêmes dimensions que les spécimens testés en compression. Chaque spécimen est placé à l'horizontale dans un montage permettant d'appliquer une charge verticale F_v au spécimen lors de l'essai (Figure 7a). À sa base, le spécimen est supporté sur toute sa profondeur par deux blocs d'aluminium de 30 mm de large du côté extérieur des joints. Au dessus, deux blocs d'aluminium ainsi qu'une plaque d'acier sont disposés du côté intérieur des joints afin de distribuer la force appliquée sur les deux joints de façon simultanée. Durant le test, deux LVDT, un à l'avant et l'autre à l'arrière, mesurent le déplacement relatif entre le bloc central et les deux blocs d'extrémité. La charge axiale de précompression, N , est appliquée grâce à deux tiges d'acier filetées de 15 mm de diamètre et est suivie par deux cellules de charge.

Les essais de cisaillement ont été réalisés à trois niveaux de contrainte normale au joint : 0.3 MPa, 0.7 MPa et 1.1 MPa. Il est à noter que la contrainte normale initiale augmente légèrement durant l'essai dû à une rotation du bloc central causée par la dilatation des joints de mortier sous l'application d'une déformation en cisaillement. La force de cisaillement, F_v , est appliquée par le déplacement vers le haut du vérin inférieur de la presse. L'essai est réalisé en déplacement contrôlé à un taux de 0.5 mm/min jusqu'à l'obtention de la force maximale. Lors de la diminution de la force, la vitesse de déplacement est augmentée à 1.0 mm/min.

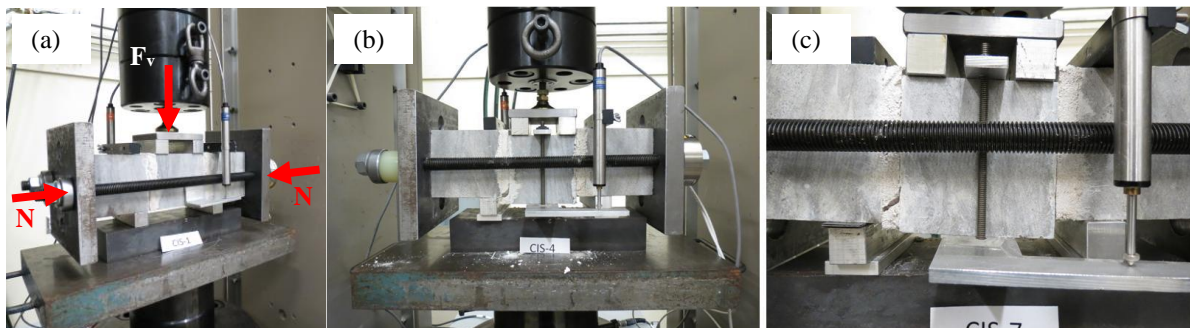


Figure 7: Essais de cisaillement : (a) Montage; (b) et (c) Spécimens après rupture des joints de mortier

Les déformations précédant l'apparition des premières fissures au contact pierre mortier sont inférieures à 0,01 mm, soit la précision des LVDTs. La résistance au cisaillement maximale est atteinte à la rupture des joints de mortier. On observe alors une légère diminution de la contrainte de cisaillement représentant la cohésion initiale du mortier, suivie d'un déplacement relatif des blocs sous effort constant. L'essai est interrompu lorsque le déplacement en cisaillement atteint environ 10 mm. La rupture des deux joints de part et d'autre du bloc central n'est pas toujours simultanée et se produit indistinctement à la face intérieure ou extérieure du joint de mortier. Dans certains cas, la fissure traverse horizontalement le joint pour passer d'une face à l'autre (Figure 7c).

Pour chacun des 12 essais, la force de cisaillement maximal F_v et la charge axiale N correspondante, mesurée par les cellules de charge en compression, sont retenues pour l'évaluation de la meilleure enveloppe de rupture de Mohr

Coulomb (Figure 8). La contrainte de cisaillement maximale, τ , est donnée par la force de cisaillement maximale F_v divisée par la section transversale brute des deux joints de mortier (cisaillement double), et la contrainte normale, σ , est donnée par la charge axiale N divisée par la section d'un bloc de pierre. À noter que la section exacte des blocs est mesurée à chaque essai. Les résultats des 12 essais sont tracés sur le graphique de la Figure 8, donnant l'enveloppe de rupture de Mohr Coulomb entre la contrainte de cisaillement τ et la contrainte normale σ selon l'équation 2.

$$[2] \quad \tau = C + \mu(\sigma)$$

La cohésion moyenne (C) est de 0.56 MPa et le coefficient de friction μ est de 0.85. La résistance au cisaillement du joint f_s , peut alors être calculée à partir de l'enveloppe de Mohr Coulomb. Dans la littérature, les sources concernant les valeurs de cohésion et de friction de la maçonnerie de pierres sont limitées. Le Tableau 5 présente la comparaison entre les paramètres de résistance au cisaillement obtenu et ceux cités par Vasconcelos et Lourenço (2009) ainsi que Binda et al. (1994). Une valeur de cohésion moyenne de 0.56 MPa est cohérente avec la valeur de 0.58 MPa citée par Binda pour de la maçonnerie en pierre calcaire avec mortier de chaux hydraulique. On observe par contre une grande variabilité des valeurs du coefficient de friction, de 0.58 à 0.85.

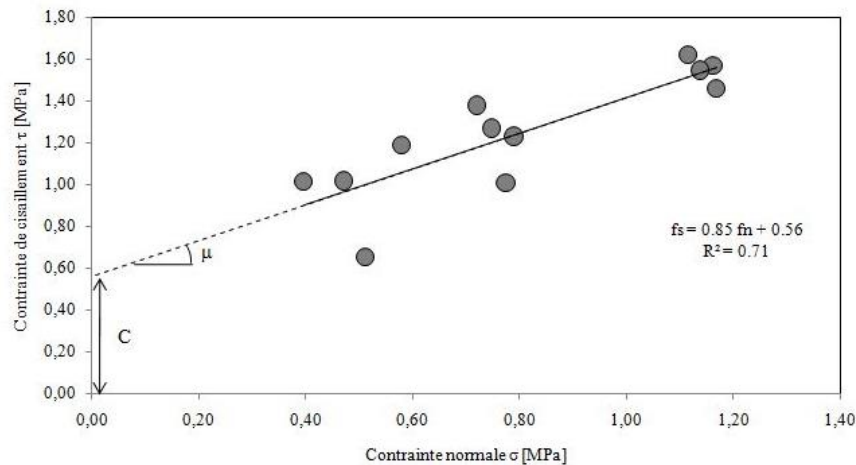


Figure 8: Enveloppe de Mohr Coulomb pour les essais sur spécimens de maçonnerie.

Tableau 5: Paramètres de l'enveloppe de Mohr Coulomb pour la résistance en cisaillement de la maçonnerie de pierres selon les résultats d'essais et la littérature

Références	Type de pierre	Type de mortier	Cohésion, C (MPa)	Coefficient de friction μ
Selon les résultats d'essais	Pierre calcaire	Ciment/Chaux	0.56	0.85
Vasconcelos and Lourenço 2009	Granit	Chaux	0.36	0.63
Binda et al. 1994	Grès	Chaux hydraulique	0.33	0.74
	Pierre calcaire	Chaux hydraulique	0.58	0.58

5.2 Essais de résistance à la flexion du joint

Les essais de flexion du joint ont été réalisés sur cinq spécimens constitués de deux blocs de pierre superposés et séparés par un joint de mortier. Les dimensions des spécimens ont été sélectionnées selon les recommandations des normes ASTM-C1072 (ASTM 2013a) et AS 3700-2011 (Standards Australia 2011), soient des dimensions approximatives de 100 mm x 100 mm x 210 mm (pour un ratio de hauteur à épaisseur de 2.1 : 1). Le montage d'essai comprend : (1) un piston hydraulique appliquant la charge verticale P_v afin d'imposer un moment sur le spécimen (Figure 9a); (2) une serre permettant de maintenir le bloc inférieur du spécimen en place et une serre, fixée au bloc supérieur, munie d'un bras connecté au piston (Figure 9b). Le chargement des essais de flexion du joint est

réalisé en contrôle de force. L'essai est interrompu lorsque la force maximale causant la rupture du joint est atteinte. La résistance à la flexion du joint f_t , donnée par le rapport du moment appliqué sur l'aire de la surface d'adhérence, varie de 0.19 MPa à 0.27 MPa, la moyenne étant de 0.23 MPa avec un écart-type de 0.03 MPa. Malheureusement, aucune donnée n'est disponible dans la littérature pour la maçonnerie de pierres pour permettre une comparaison. Cependant, ces résultats sont légèrement supérieurs aux valeurs attendues données à l'ASCE-41 pour la maçonnerie de briques, lesquelles varient de 0.09 MPa à 0.18 MPa (ASCE 2013).

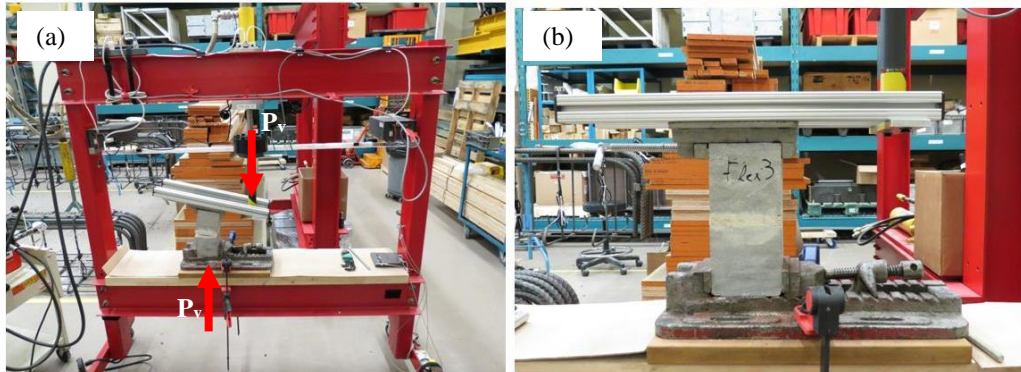


Figure 9: Montage d'essais de flexion du joint : (a) cadre du montage, (b) vue rapprochée des serres.

6. CONCLUSION

Cet article présente les résultats d'un projet de recherche expérimentale visant à caractériser les assemblages en maçonnerie de pierre calcaire et de mortier de ciment-chaux utilisés traditionnellement dans les bâtiments patrimoniaux de l'Est du Canada. Les matériaux mis à l'essai et le plan d'expérimentation sont définis afin de déterminer les paramètres mécaniques requis pour l'évaluation de la résistance latérale des murs typiques en maçonnerie de pierres non armée (MNA) des bâtiments patrimoniaux de l'Est du Canada. Le plan d'expérimentation inclut l'évaluation de : la résistance à la compression d'un mortier de ciment-chaux, la résistance à la compression de blocs de pierre calcaire, la résistance à la compression d'assemblage de maçonnerie, l'enveloppe de Mohr Coulomb pour la résistance au cisaillement du joint et la résistance à la flexion du joint. Un total de 31 essais ont été réalisés dont 8 sur des blocs de pierre calcaire de St-Marc des Carrières, 3 sur des cubes de mortier de ciment-chaux utilisés dans les projets de réhabilitation et conservation des bâtiments patrimoniaux, et 23 sur des spécimens de maçonnerie de pierres. La résistance à la compression moyenne de la maçonnerie de pierres était de 33.23 MPa, avec une résistance moyenne à la compression de la pierre de 100.6 MPa et celle du mortier de 3.3 MPa. Ces résultats sont en général supérieurs aux résistances prévues par les équations de prédiction de l'Eurocode-6. Les essais de cisaillement ont permis de déterminer une valeur de cohésion 0.56 MPa et un coefficient de friction de 0.85 entre la pierre et le mortier. Ces valeurs sont cohérentes avec les résultats d'études similaires dans la littérature. La résistance à la flexion du joint a été mesurée à 0.23 MPa. Dans l'ensemble, ces résultats soulignent le besoin en recherche pour obtenir plus de données expérimentales sur les propriétés mécaniques de la maçonnerie de pierres et ses composantes par des montages et programmes d'essais fiables.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada et l'École de technologie supérieure pour l'appui financier apporté à ces travaux de recherche. Ils tiennent aussi à remercier la firme d'architectes Fournier Gersovitz Moss Drolet et associés architectes (FGMDA) et Maçonnerie L.M.R inc. pour leur contribution au projet, ainsi que les différents propriétaires de bâtiments, dont Travaux Publics Canada, qui ont généreusement donné accès à leur documentation.

REFERENCES

- Abo-El-Ezz, A., Nollet, M. J., and Nastev, M. 2013. Seismic fragility assessment of low-rise stone masonry buildings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 12(1), 87-97.
- ASCE. 2014. *SEI/ASCE 41-13 - Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers, Washington D.C.
- ASTM. 2013a. *ASTM C1072-13e1-Standard Test Methods for Measurement of Masonry Flexural Bond Strength*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM 2013b. *ASTM C109/C109M-13 -Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM. 2014. *ASTM-C 1314-14 - Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Binda L, Fontana A and Mirabella G. 1994. Mechanical behaviour and stress distribution in multiple-leaf stone walls, *10th international brick block masonry conference*, Calgary, Canada.
- Calvi, G. M. and Magenes, G. 1991. Experimental evaluation of seismic strength of old masonry structures, *Brick and Block Masonry*, 1: 490-497.
- Chidiac, S.E., Foo, S., and Cheung M.S. 2000. Seismic guidelines for stone-masonry components and structures, *Int. Conference on the Seismic Performance of Traditional Buildings*, Turkey, 13 p.
- CSA 2004. *CAN/CSA-A179-04 - Mortar and Grout for Unit Masonry*, Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada, 94p.
- Eurocode 2006. *Eurocode 6: Design of Masonry Structures—part 1-1: common rules for reinforced and unreinforced masonry structures*, Brussels, Belgium.
- Giovinazzi S. 2005. Vulnerability assessment and the damage scenario in seismic risk analysis, Ph.D. Thesis, Technical University Carolo-Wilhelmina at Braunschweig and University of Florence.
- Ingham, J. and Griffith, M. 2011. “The Performance of Unreinforced Masonry Buildings in the 2010-2011 Canterbury Earthquake Swarm”, *Report to the Royal Commission of Inquiry*, New Zealand, 121 p. available on line at: <http://canterbury.royalcommission.govt.nz/>
- Klingner, R. E. 2006. Behavior of masonry in the Northridge (US) and Tecoman–Colima (Mexico) earthquakes: Lessons learned, and changes in US design provisions. *Construction and Building Materials*, 20(4), 209-219.
- Kržan, M., Gostič, S., Cattari, S., and Bosiljkov, V. 2015. Acquiring reference parameters of masonry for the structural performance analysis of historical buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(1), 203-236.
- Mazzon, N. 2010. Influence of Grout Injection on the Dynamic Behaviour of Stone Masonry Buildings, Ph.D. Thesis, University of Padova, Italy, 306 p.
- Maurenbrecher, A., Trischuk, K., Rousseau, M. and Subercaseaux, M. 2007. *Key Considerations for Repointing Mortars for the Conservation of Older Masonry*, IRC-RR-225, Institute for research in construction, National research council of Canada, Ottawa.
- Park, J., Towashiraporn, P., Craig, J. I., & Goodno, B. J. 2009. Seismic fragility analysis of low-rise unreinforced masonry structures. *Engineering Structures*, 31(1), 125-137.
- Standards Australia 2011. *AS3700 – 2011: Masonry structures*, Standards Australia, Sydney.

- Sorour M. M. L. 2010. Characterization and Repair of Historic Stone Masonry Structures, PhD thesis, University of Calgary, Canada.
- Vasconcelos, G., and Lourenço, P. B. 2009. Experimental characterization of stone masonry in shear and compression, *Construction and Building Materials*, 23(11), 3337-3345.
- Zimmermann, T., Strauss, A. and Bergmeister, K. 2012. Structural behaviour of low-and normal-strength interface mortar of masonry, *Materials and structures*, 45(6): 829-839.